

DOI: 10.16285/j.rsm.2017.02.026

高拱坝基础不对称性及其加固效果研究

宋子亨¹, 刘耀儒¹, 杨 强¹, 徐建荣², 何明杰², 张伟狄²

(1. 清华大学 水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084; 2. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 310014)

摘 要: 高拱坝工程基础地质及地形条件的不对称是威胁拱坝安全的重要问题。以白鹤滩高拱坝作为工程实例, 通过地质力学模型试验重点研究基础不对称的高拱坝应力、变形及破坏模式的特点。针对初始方案和改进后方案分别建立三维数值模型, 并进行弹塑性有限元超载计算。对比分析两方案坝体变形、坝肩应力分布、局部和整体稳定性等的不同, 并结合试验现象, 分析和评价针对基础不对称性的改进措施的加固效果及加固机制。结果表明: 体形不对称性设计及基础加固的协同作用能有效改善坝体变形对称性、坝肩应力状态和传力效果, 并提高拱坝-地基系统的整体稳定性。白鹤滩拱坝不对称性问题的研究对深入高拱坝设计优化和工程加固的认识具有重要意义。

关 键 词: 不对称性; 高拱坝; 地质力学模型试验; 有限元法; 加固

中图分类号: TU 443

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2017) 02-0507-10

Research on asymmetry of high arch dam foundation and its improvement effect

SONG Zi-heng¹, LIU Yao-ru¹, YANG Qiang¹, XU Jian-rong², HE Ming-jie², ZHANG Wei-di²

(1. State Key Laboratory of Hydrosience and Hydraulic Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China;

2. PowerChina Huadong Engineering Corporation, Hangzhou, Zhejiang 310014, China)

Abstract: The geological and topographical asymmetries of high arch dam foundations are essential problems which threaten the arch dam safety. Based on Baihetan arch dam engineering, a geomechanical model test is conducted to particularly evaluate the characteristics of the high arch dam with an asymmetrical foundation, from the respects of states of stress and deformation of the dam and its failure modes. Three-dimensional numerical simulations are built on both original and improved design schemes, based on which elastic-plastic finite element analysis is conducted. A comparison is then made between two sets of results in terms of dam deformation, stress distribution in dam abutment, local and global stabilities of the structure. The actual effect and reinforcement mechanism of the design optimization and reinforcement measures, adjusted to those existed asymmetries of dam foundations, are evaluated by combining with experimental results. It is shown that the optimization of dam shape and foundation reinforcement act synergistically to improve the dam deformation, state of stress and transmission of force in dam abutment area, and global stability of the dam-foundation system. The research of Baihetan arch dam asymmetry problem is significant to deepen the comprehension of optimization design and engineering reinforcement especially for high arch dams.

Keywords: asymmetry; high arch dam; geomechanical model test; finite element method; reinforcement

1 引 言

拱坝工程随坝高的增高, 工程稳定性对于岩体开挖卸荷、渗透破坏、材料软化、地震荷载等不利诱因变得更加敏感。我国一批建成及拟建的高拱坝, 如小湾、拉西瓦、锦屏、白鹤滩、乌东德等, 其中大部分拱坝工程河谷两岸天然地质地形条件较

为对称, 而锦屏、白鹤滩坝址两岸存在明显的不对称性^[1-3]。这种不对称性对拱坝安全而言是一种不利因素, 容易改变高拱坝坝体受力形态, 引起坝体及坝肩开裂破坏, 同时, 地质缺陷明显的坝基稳定本身就需重点研究。此类工程中, 基础不对称问题是威胁拱坝安全稳定的根源性问题, 对拱坝设计带来重要挑战, 因此, 对于基础不对称的高拱坝工程而

收稿日期: 2015-03-20

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (No. 51479097, No. 51279086); 水沙科学与水利水电工程国家重点实验室科研项目资助 (No. 2016-KY-2)。This work was supported by the General Program of National Natural Science Foundation of China(51479097, 51279086) and the Research Project of State Key Laboratory of Hydrosience and Hydraulic Engineering (2016-KY-2).

第一作者简介: 宋子亨, 男, 1988 年生, 博士研究生, 主要从事岩石力学和结构稳定方面的研究。E-mail: song88823@aliyun.com

通讯作者: 刘耀儒, 男, 1974 年生, 博士, 研究员, 博士生导师, 主要从事岩石力学和水工结构方面的教学与研究工作。E-mail: liuyaoru@tsinghua.edu.cn

言, 深入理解不对称造成的不利影响和应对措施应当是工程研究的重点^[4]。

法国马尔帕塞拱坝左岸缓坡软弱, 分布有裂隙及软弱夹层, 运行期间监测位移显示坝体围绕右拱座旋转, 变形不对称引起右岸岸坡和坝体开裂^[5]。意大利博勒加德坝左岸坝肩岩体解裂破坏, 右岸岩块质量好, 大坝受到左岸变形体持续的蠕动挤压, 发生扭曲变形和严重开裂破坏^[6], 最后通过切除大坝上部结构确保安全运行。除了地质条件的不对称外, 地形的不对称通常需要通过开挖或设置基础加固改善这种不对称, 这同时为工程量、经济性、工程安全的综合考量带来困难, 影响坝体体形的优化设计。如何适应和改善不对称问题给拱坝带来的不利影响, 适应性措施间如何相互协同作用, 深入其作用机制及加固效果的研究对工程而言具有重要实践意义。

本文以白鹤滩拱坝作为工程实例, 通过对初始方案的地质力学模型试验, 研究基础非对称性对白鹤滩拱坝造成的影响, 针对体形优化和基础处理前、后分别进行三维有限元数值模拟, 分析优化措施对应力、位移、承载能力和整体稳定的影响, 一方面评价改善及加固措施对不对称问题的适应效果; 另一方面通过计算结果分析这些措施在改善拱坝结构性能过程中的作用机制。

2 拱坝工程中的不对称性问题

2.1 不对称性及其处理措施

对于河谷地形不对称性主要的工程措施有^[7]:

①采用开挖的方式对不对称的河谷进行地形改造, 考虑到工程量等因素, 对于特高拱坝而言往往只能进行局部范围的坝基开挖, 并设置垫座、墩座等适当调整不对称的坝基条件; ②在此基础上将拱坝设计成非对称体形, 坝基开挖不做大规模河谷改造。采用前一种思路的有如我国锦屏一级拱坝和伊朗卡比尔拱坝等, 而采用后一种思路的有我国招徕河拱坝等。

地质条件的不对称性需要对地质缺陷的岩体或结构面进行基础处理, 常用的基础处理包括表层破碎岩体的开挖、坝基裂隙岩体的固结灌浆等。对于断层破碎带和软弱结构面, 一般可采用表层或深层混凝土置换的方法改善岩体整体性、传力及抗剪性能^[8-9], 如混凝土塞、抗剪洞、置换井、传力洞、抗滑桩和齿槽等。

李海涛^[10]研究招徕河拱坝不对称的体形设计对坝体应力与坝肩稳定的改善作用; 徐建军等^[7]、

高健等^[11]对白鹤滩拱坝地形不对称对坝体应力、变形及承载能力等的影响进行研究。关于地质条件改造措施的研究相对广泛一些, 拱坝基础垫座、断层结构面的置换洞、抗剪洞等改善坝肩传力结构的加固效果通过数值计算的方法得到研究^[8-9, 12]。周维垣等^[4]通过模型试验和有限元计算的方法对锦屏拱坝基础不对称问题进行研究并给出加固建议。高拱坝工程不对称性问题已得到一定重视, 但其造成的工程影响、相应改善措施和加固思路未得到系统性的研究。本文重点关注白鹤滩地质力学模型试验中出现的非对称问题, 并通过对调整前、后方案的数值模拟对比, 从坝体受力变形、开裂破坏和整体稳定等角度评价调整后方案的合理性, 并讨论改善不对称问题的加固思路。

2.2 白鹤滩拱坝工程不对称性

白鹤滩拱坝坝高为 289 m, 坝顶高程为 834 m, 为混凝土双曲拱坝。中坝址河谷呈不对称的 V 形, 左岸坡缓, 右岸坡陡, 左岸与河道中心线距离远大于右岸, 690 m 高程以上距离相差大于 100 m。左岸层内错动带, 缓倾角裂隙较右岸明显发育, 且坝基左岸风化、卸荷深度普遍大于右岸, 左岸地质条件明显较差。如图 1 所示为坝肩范围内层间、层内错动带及断层示意图, 左岸山体坝肩范围错动带和断层分布复杂, 对坝体及坝肩受力不利。

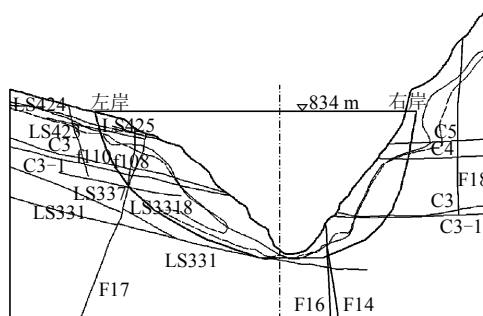


图 1 白鹤滩坝肩断层和错动带示意图

Fig.1 Faults and dislocations in dam abutments of Baihetan arch dam

图 1 所示, 白鹤滩拱坝初始方案坝体体形设计成不对称的形式, 并未设置垫座及其他加固结构。其体形参数如表 1 所示, 坝顶轴线弧长为 702.3 m, 其中以坝体中轴线为界, 左岸弧长为 412.0 m, 右岸为 390.3 m。从上游水载来看, F_x 为上游水载在横河向的投影, 以指向左岸为正, F_y 顺河向投影, 指向下游为正, 若拱坝完全对称, $F_x = 0$ 。也就是说初始方案坝体承受的上游水载左岸比右岸大约 26.7×10^4 t, 大于锦屏的 17×10^4 t 以及溪洛渡 $9.8 \times$

10⁴ t, 说明白鹤滩拱坝体形的不对称性较之其他拱坝而言更明显。值得注意的是, 同样基础不对称的锦屏拱坝坝顶弦长为 552.3 m, 而白鹤滩拱坝弦长为 626.6 m, 明显宽于拱坝, 坝面面积较大, 不对称造成的影响将更明显。

表 1 高拱坝体形参数工程类比
Table 1 Shape parameters of different high-arch dams

工程名称	坝自重 / 10 ⁴ t	坝高 / m	弦长 / m	坝轴线弧长 / m	坝面面积 / m ²	上游水载 F_x / 10 ⁴ t	上游水载 F_y / 10 ⁴ t
白鹤滩	1 868.7	289	626.6	702.3	152 752	-26.7	1 645
锦屏	1 117.8	305	482.8	552.3	109 197	-17.0	1 281
溪洛渡	1 289.5	278	587.5	679.0	130 433	-9.7	1 274

3 白鹤滩拱坝地质力学模型试验

3.1 地质力学模型试验

地质力学模型试验是研究高拱坝基础条件对拱坝整体性能的有效途径之一^[13]。其通过相似系数确定试验模型结果与模拟对象物理值之间的关系, 其表达为原型物理量与模型物理量的比值。白鹤滩拱坝地质力学模型试验采用几何相似系数为 250:1, 其材料物理参数的相似系数如表 2 所示。

表 2 白鹤滩拱坝地质力学模型试验相似系数
Table 2 Similarity coefficients of the geomechanical model test of Baihetan arch dam

物理量	相似系数值	物理量	相似系数值
重度 C_γ	1	泊松比 C_μ	1
长度 C_L	250	内摩擦角 C_f	1
应变 C_ε	1	凝聚力 C_c	250
应力 C_σ	250	弹性模量 C_E	250
位移 C_u	250	抗剪强度 C_τ	250

模型采用重晶石粉、膨润土及胶水等多种材料拌合作而成, 通过材料试验确定模型材料拌合的配置比例后, 压制成块, 采用具有较灵活的块体砌筑技术^[14]砌筑模型。模型整体范围为拱坝上游约 0.65 倍坝高 185 m; 下游约 3.3 倍坝高 950 m; 左、右岸各约 2 倍坝高, 左、右两岸总长 1 150 m; 坝体基础实际模拟约 0.8 倍坝高 230 m, 模型整体如图 2 所示。通过相似比可知, 试验模型尺寸, 模型建于 4.6 m×4.6 m×2.8 m (长×宽×高, 钢架内部净空) 的钢架内进行加载试验。

试验模拟了坝基和坝肩抗力体范围的主要断层和层间层内错动带: F14、F16、F17、F18、f108、C4、C3、C3-1、Ls337、Ls331、Ls3318, 模拟岩体及结构面的材料参数如表 3、4 所示。本次模拟试

验仅模拟上游水荷载, 加载采用 61 个与分油器相连自制的小千斤顶, 千斤顶沿高程分为 8 层, 用 10 个精密压力表来控制各层的外油压。试验超载系用超比重法加载, 逐级增量加压, 在弹性状态下, 采用多次、多级加卸载循环, 到一定倍数后则连续加载直至破坏。模型变形由应变片和位移计测量, 与数据采集系统相连, 数据采集系统由 UCAM-70A 控制, 开裂过程由数字视频系统监测记录。

表 3 坝体及岩体材料参数
Table 3 Material parameters of dam and rock masses

材料	重度 / (kN/m ³)	变形模量 / GPa	泊松比	摩擦系数 f	凝聚力 c / MPa
坝体混凝土	24.0	24	0.17	1.6	2.5
II 类岩体	28.5	25	0.21~0.22	1.5~1.6	2.0~2.2
III 类岩体	28.0	13	0.24~0.26	1.0~1.2	0.8~1.0
III 类岩体	26.0	9	0.26~0.28	0.8~1.0	0.6~0.8
IV 类岩体	25.0	4	0.30~0.32	0.7~0.8	0.5~0.6

表 4 主要结构面材料参数
Table 4 Material parameters of main structural planes

结构面	厚度 / m	变形模量 / GPa	摩擦系数 f	凝聚力 c / MPa
F14, F16	0.4	1.00	0.45	0.10
F17	0.6	1.00	0.35	0.05
F18	0.8	1.00	0.40	0.05
f108	0.1	1.20	0.43	0.08
C4	0.1	0.15	0.25	0.02
C3	0.2	0.25	0.45	0.10
C3-1	0.2	0.25	0.38	0.07
Ls337	0.1	0.25	0.38	0.07
Ls331	0.2	0.10	0.55	0.15
Ls3318	0.2	0.10	0.38	0.07



图 2 白鹤滩拱坝地质力学模型
Fig.2 Geomechanical model of Baihetan arch dam

3.2 试验结果和不对称性分析

3.2.1 位移与应力结果

模型试验测得 1 倍上游水载作用下下游坝面各测点位移如表 5 所示, 空白表示该处没有测点。为验证试验结果可靠性, 将顺河向位移与考虑自重和上游水载有限元计算结果对比如图 3 所示, 数值计

算采用的模型和方法在 4.2 节详述。数值计算结果与试验结果基本吻合, 位移沿高程互有大小, 数值计算与模型试验的可靠性得到互相验证。

大坝最大位移在坝顶, 拱冠梁顺河向位移为 149 mm, 向下游, 横河向位移为 25 mm, 向右岸。左坝肩岩体软弱, 受断层结构面切割, 左坝肩变形大体大于右坝肩。尤其是 680 m 高程部位, 该高程左拱端顺河向位移 35.1 mm 比右拱端变位 17.4 mm 大了 1 倍左右; 而 760 m 高程顺河向位移右岸 14.4 mm 大于左岸 11.7 mm, 图 3 中同样可见左、右岸位移曲线在 650 m 高程交叉, 坝体发生不对称的变形。受水载不对称影响, 右岸横河向位移大体大于左岸, 坝体变形不对称现象明显。

坝面应力特征值: 上游坝踵最大拉应力为 2.31 MPa, 位于河床近左岸处; 上游坝面最大压应力为 4.03 MPa, 位于 700 m 高程拱冠。下游坝面最大拉应力为 0.21 MPa, 位于 620 m 高程左拱端; 下游坝面最大压应力为 9.82 MPa, 位于坝底拱冠偏左。

表 5 模型试验拱坝下游面位移
Table 5 Displacements of downstream dam from physical model tests

高程 /m	顺河向位移/mm			横河向位移/mm		
	近右拱端	拱冠	近左拱端	近右拱端	拱冠	近左拱端
834	6.5	149.0	11.8	-6.2	-25.0	6.4
760	14.4	113.0	11.7	0.1	-12.6	11.7
680	15.7	102.1	20.7	-20.8	1.8	11.7
610	17.4	73.3	35.1	-17.7	2.2	12.7
562	19.2		30.0	-2.0		1.4
560		41.7			20.8	

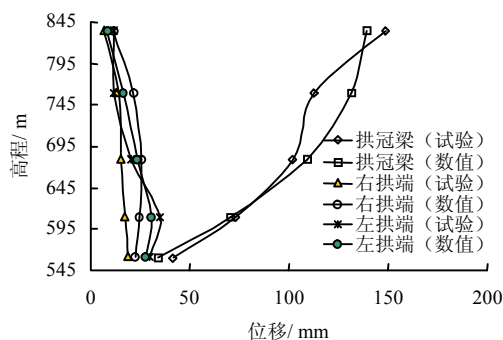


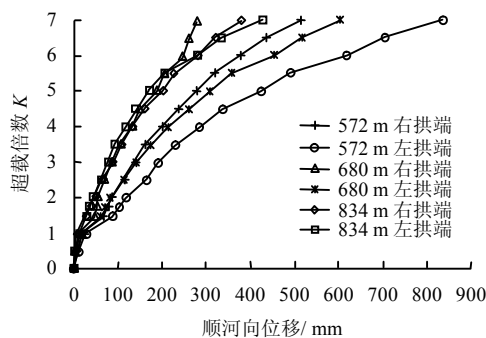
图 3 顺河向位移对比

Fig.3 Comparison of downstream displacements

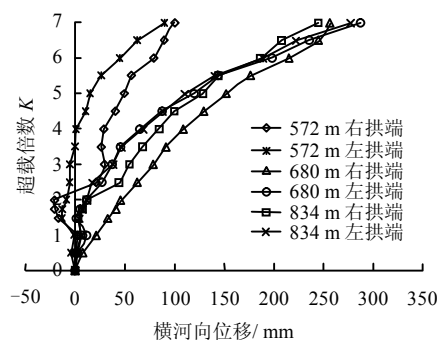
3.2.2 坝体超载变形及开裂破坏

正常荷载 P_0 时, 坝体工作正常, 未出现开裂或屈服。随荷载增加, 坝体各点位移发生变化, $7P_0 \sim 7.5P_0$ 为极限荷载, 大坝迅速大变形, 选取 $7P_0$ 之前不同高程拱端位移分布如图 4 所示, 图中横河向位

移指向山里为正。如图 4(a)所示, 各高程左拱端顺河向位移大于右拱端, 且随荷载增大左拱端位移增加更快。如图 4(b)所示, 右拱端横河向位移大于左拱端, 但相差幅度小于顺河向位移, 且 $2P_0$ 之前部分高程有向河床变形的趋势。对比可知, 坝体不对称及左岸软弱基础条件使得超载过程中梁作用相对拱作用更加明显, 左岸变形大于右岸, 高程越低差别越明显。



(a) 拱端顺河向位移



(b) 拱端横河向位移

图 4 拱端位移与水荷载倍数关系曲线

Fig.4 Relationships between displacement of the arch abutment and overload factor

从坝体开裂情况看, 如图 5 所示, 图中数值为裂缝形成时的超载倍数。上游水载 $1.3P_0 \sim 1.5P_0$ 时, 上游坝踵局部出现开裂; $2P_0$ 时, 两岸坝顶基础出现裂缝; $2P_0 \sim 3P_0$ 时, 下游坝面在偏左侧坝趾区有裂缝; $4P_0$ 时, 下游坝面左侧垂直基础的裂纹继续向高部位扩展, 至 640 m 高程出现横河向裂缝; $5P_0$ 时, 640 m 高程的横向裂缝由左侧扩展到右侧, 580 m 高程以下坝趾裂缝不断扩展; $7P_0 \sim 7.5P_0$ 时, 荷载很难继续增加, 大坝丧失承载力。

受坝体变形不对称影响, 开裂较早出现在左岸低高程坝趾及附近坝面, 最终裂缝分布也主要集中在左岸一侧。左岸和河床坝趾压剪屈服并产生大变形, 坝基承载力不足并导致大坝产生竖向开裂, 致使大坝最终整体丧失承载力。

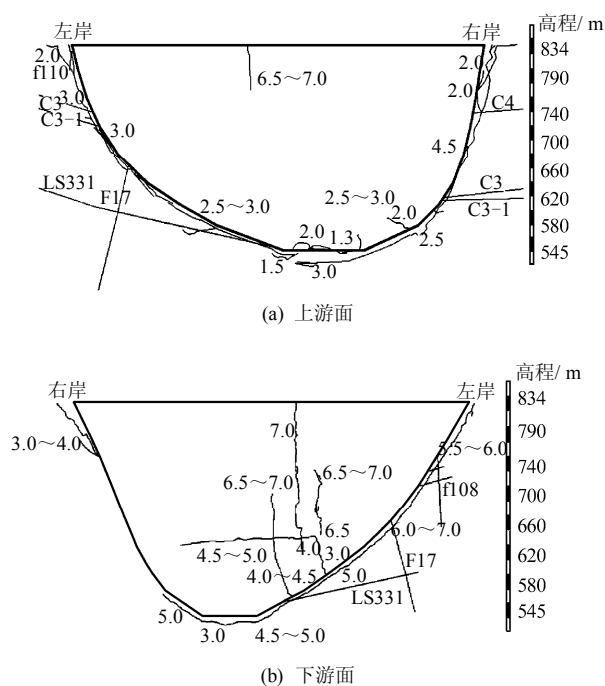


图5 坝面开裂过程示意图

Fig.5 Schematic cracking process diagram of dam surfaces

3.2.3 坝肩基岩开裂破坏

通过模型拆卸,观察坝肩岩体最终破坏形式,各高程坝肩岩体均有不同程度的开裂。低高程段坝肩岩体开裂形式受不对称影响相对较大。如图6所示,620 m高程附近左岸基础受Ls331、Ls3318切割影响,裂纹方向大多沿拱向,拱端至Ls3318之间,从上游至下游均有裂缝出现;右岸坝踵附近出现一条横河向裂纹,拱端中部有顺河向裂纹,下游坝趾出现3条顺河向裂缝,左、右岸坝肩岩体开裂部位和方向不同。

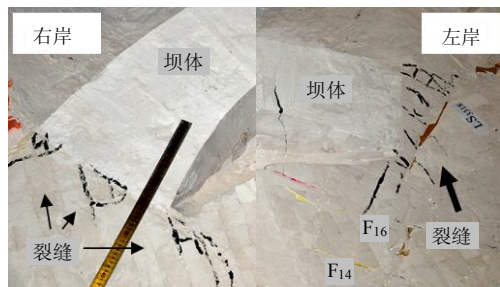


图6 620 m高程坝肩破坏示意图

Fig.6 Schematic failure diagram of dam abutments at elevation of 620 m

相对而言,高高程段左、右岸坝肩裂缝分布更加对称。如图7所示,720 m高程,左右岸裂缝均出现在拱坝与基岩连接处附近,且方向相似,这是

由于拱推力传递至此时的应力集中现象造成。说明不对称性的地质条件,对低高程段开裂破坏模式影响较大,尤其是左岸近建基面坝肩岩块整体性不足的区域,受较大拱推力的挤压,产生压剪破坏。

3.2.4 小结

基础不对称使得坝体变形呈明显的不对称分布,且不对称的形态沿高程发生变化,说明水推力在拱坝内的传递是不对称的,拱坝作用的不对称引起受力不均匀,局部区域受力增大,引发如下游坝面裂纹的发生,并最终发展成导致坝体丧失承载能力的控制性裂缝;左岸结构面Ls331、Ls3318对坝肩岩体的破坏影响较大。改善变形不对称是适应基础不对称问题的首要直接目标,对基础内部受裂隙切割薄弱需要进行适当加固,以改善坝肩岩体受力状态。

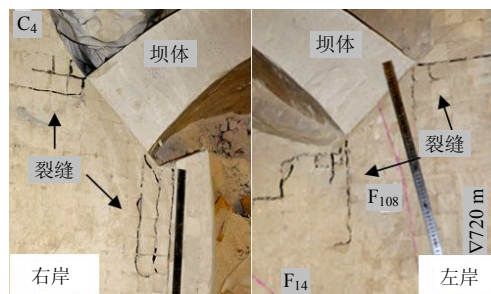


图7 720 m高程坝肩破坏示意图

Fig.7 Schematic failure diagram of dam abutments at elevation of 720 m

4 基础不对称问题的适应性措施

4.1 体形优化及加固措施

基于前文关于初始方案的模型试验结果分析,工程存在的不对称性对坝体变形、应力与稳定破坏都有不利影响。针对试验结果表明的不对称性,为减少其对工程危害,改进后方案采用垫座及扩大基础的结构形式,通过进一步优化不对称体形及基础置换处理的形式达到工程加固的目的。

垫座及扩大基础方案坝高不变,弦长减小到617.6 m,坝面面积增大到163 691 m²,坝轴线弧长和坝自重变化不大,上游水载顺河向投影增大为98.9×10⁴ t,在初始方案基础上坝面左岸部分面积进一步增大。同时,左岸834~750 m高程设置坝顶垫座,在左岸750 m-河床-右岸610 m拱坝下游设置宽约20 m的扩大基础作为坝肩的应力扩散结构(如图8所示)。这样,一方面将坝体设计成不对称形式,另一方面设置基础的加固结构改善坝体的力学性能。

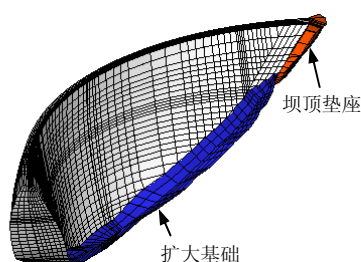


图8 垫座、扩大基础及坝体示意图

Fig.8 Schematic diagram of current scheme dam body, socket and extended foundation

4.2 三维有限元数值模拟

模型试验结果反映出白鹤滩拱坝不对称性问题对拱坝受力和破坏造成的影响, 试验能现象性地反映工程可能出现的问题, 但由于试验技术限制温度荷载、下游水载等在试验中未能考虑, 且试验周期较长。为进一步研究上述优化措施的效果, 模拟真实情况, 在模型试验提出问题的基础上对优化前、后拱坝方案分别建模, 对基础处理措施进行精细模拟, 并进行弹塑性有限元分析。

计算采用三维模型进行计算, 模拟范围为上游1.5倍坝高(528 m), 下游2.3倍坝高(672 m), 左、右两岸3倍坝高范围内(各800 m), 坝顶高程以上200 m, 坝底高程以下约2倍坝高(578 m), 模拟了各类岩体以及其主要断层, 坝基模拟深度为2倍坝高, 总的模拟范围为1 600 m×1 200 m×1 067 m, 网格采用八节点六面体和六节点五面体单元。初始方案模型单元总数为116 506, 节点总数为127 779, 坝体单元数为13 288; 改进方案单元总数为119 614, 节点总数为111 684, 坝体单元数为12 220, 两模型网格规模相近。为表达简洁, 初始方案在下文记作A方案, 改进后方案为B方案。

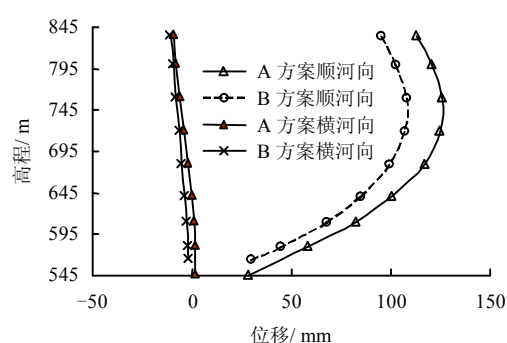
正常工况计算时, 先将地基自重作为初始地应力, 考虑施工过程施加坝体自重, 然后施加上游水压、泥沙和温降荷载; 而后逐级超载至3.5倍水载作为超载计算。正常工况上游正常水位为825 m, 相应下游水位为601 m。上游淤砂高程为710 m, 淤砂浮密度为0.5 g/cm³, 淤砂内摩擦角为0°。计算采用清华大学大型三维有限元程序TFINE, 采用理想弹塑性模型, 屈服条件为Drucker-Prager准则, 材料参数与模型试验所用相同。

5 方案对比及加固效果分析

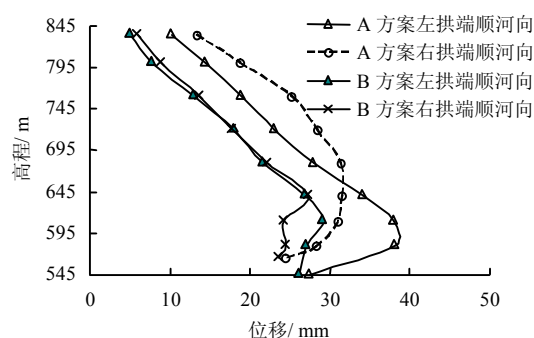
5.1 位移与应力分析

正常工况下拱冠梁的位移如图9(a)所示, B方案拱冠梁各高程顺河向位移均明显小于A方案, 最

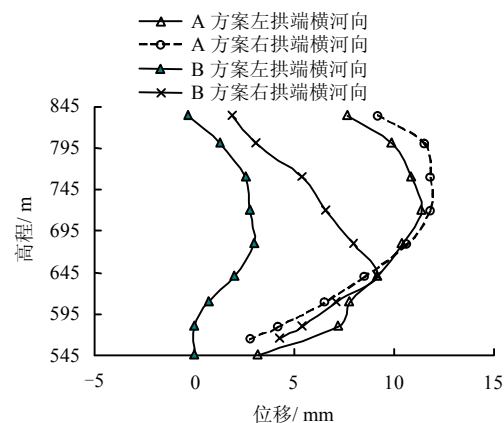
大位移由125.8 mm减小到107.9 mm, 而横河向位移变化不大。说明改进后方案坝体整体刚度有明显提高, 在水载作用下变形有所减小。正常工况下坝体拱端顺河向位移如图9(b)所示, A方案低高程段位移左拱端大于右拱端, 高高程段右岸大于左岸, 与模型试验结果规律相符。将两案对比, B方案左、右拱端变形小于A方案, B方案640 m高程以上拱端变形曲线几乎重合, A方案左、右拱端变形最大相差10.1 mm, 而B方案最大相差4.3 mm, 左、右岸位移曲线未出现明显交叉, 说明改进方案顺河向变形对称性得到明显改善。正常工况下拱端横河向



(a) 拱冠梁位移



(b) 拱端顺河向位移



(c) 拱端横河向位移

图9 正常工况下拱冠梁及拱端位移

Fig.9 Displacements of crown cantilever and arch abutment under normal condition

位移如图 9(c)所示, A 方案横河向位移的对称性优于 B 方案, 但其位移数值大于 B 方案, 这是因为受体形不对称影响水载横河向分量增大, 使左、右拱端横河向变形差异化, 同时左拱端刚度增大, 使其绝对变形减小。总体而言, B 方案坝体变形减小, 对称性增强, 坝体变形不对称的现象得到改善。

通过计算, 两种方案上游坝面最大拉应力为 2.94 MPa, A 方案下游坝面最大压应力最大值为 21.71 MPa, 位于 545 m 高程右拱端; B 方案最大压应力为 24.91 MPa, 出现在 590 m 高程右拱端, 两方案坝体最大应力水平相差不大。

5.2 坝肩岩体应力分析

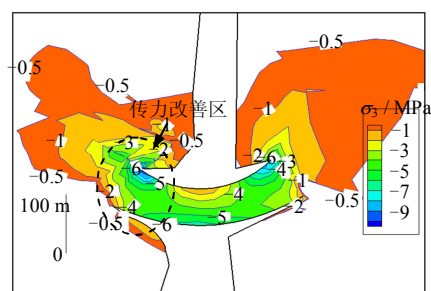
B 方案设置了垫座和扩大基础, 一方面它作为坝体挡水的支撑结构提升结构的整体刚度; 另一方面在坝肩局部, 其对应应力状态和水推力由拱坝传向抗力体的过程起到改善作用。将应力结果中去除地应力和坝体自重的影响, 得到部分高程的主压应力分布如图 10、11 所示。当水荷载作用在坝体上时, 推力沿着拱向传递至拱端后再传向两岸基岩, 距离拱坝越远的岩体由水推力产生的应力越小, 通过应力等值线能间接观察水推力的传播过程, 本文象征性选取 0.5 MPa 作为水推力传递的边界。

如图 10 所示, 两方案 580 m 高程左岸坝肩最大压应力分别为 10.93、12.60 MPa, 方案 B 略大。方案 A 最大值在下游面与基岩连接处, 方案 B 则位于扩大基础河床一侧与下游面的连接处, 从建基面附近岩体的应力状态来看, A 方案无法避免坝肩应力最大值出现在建基面附近, 对坝肩岩体稳定相对不利。

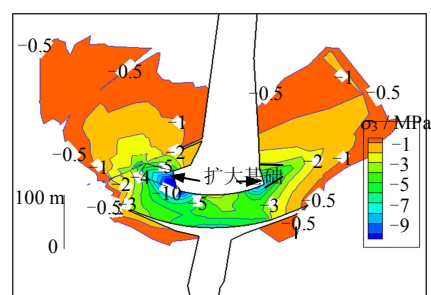
从水推力的传递效果来看, 如图 10 所示的传力改善区, 方案 A 应力等值线在该区域的均匀性明显不及方案 B, 应力沿该方向传递的范围也小于方案 B, 说明方案 B 对应力在坝趾抗力体中的传递更加均匀且范围更广, 有利于发挥岩块的整体性, 减小由局部受力不均而开裂破坏的可能性。这种作用在右岸及 620 m 高程左岸应力等值线 (见图 11) 同样可见。值得注意的是 610 m 高程, 方案 A 左岸 Ls3318 至建基面坝肩岩体应力均匀性不佳, 试验结果也显示该区域岩体出现拱向裂缝 (见图 6), 而在 B 方案中该情况得到改善。对基础岩体应力传递的改善不仅在正常工况得以体现, 对超载过程中该区域的岩体稳定性的作用将在下文详述。

体形设计的变化使得上游水荷载顺河向分量基本不变, 横河向分量指向右岸并增大。计算结果显示: ①在体形不对称性加大的情况下, 通过扩大

基础和坝顶垫座实际增加了坝体的整体刚度, 改善坝肩应力状态, 对左岸坝基软弱部位起到补强的作用, 结构荷载作用下变形有所减小; ②从地质力学模型试验结果分析可知, 变形不对称是影响坝体开裂的直接因素, 优化加固后该不对称性得到较好改善, 这是体形调整与基础加固协同作用的结果。

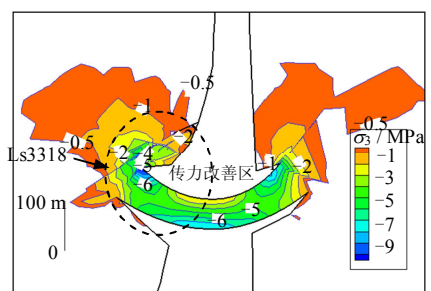


(a) 方案 A

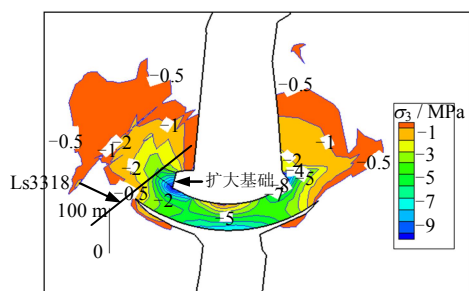


(b) 方案 B

图 10 580 m 高程坝肩范围主压应力分布图
Fig.10 Nephograms of principal compressive stress in dam abutment region at elevation of 580 m



(a) 方案 A



(b) 方案 B

图 11 610 m 高程坝肩范围主压应力分布图
Fig.11 Nephograms of principal compressive stress in dam abutment region at elevation of 610 m

5.3 坝体及岩体局部稳定性分析

采用变形加固理论^[15-16]对坝体及岩体局部进行稳定性分析。变形加固理论提出不平衡力的概念描述结构在给定外荷载作用下,满足平衡条件的允许应力场与满足材料屈服条件应力场之间的差距。不平衡力具有有限元等效节点荷载的形式,它反映了结构所承受的作用力与自身抗力之差,它的存在表面作用力超出了结构自身承载能力,同时它也成为结构非平衡状态下变形的驱动力。其值越大反映结构该区域受力条件越不利,材料发生开裂的可能性越大。

如图 5 所示的左岸坝趾出现了影响拱坝承载能力的横向和竖向裂缝,如图 12 所示,以 3.5 倍水载时的情况为例,方案 A 下游面左岸坝趾 720 m 及 560 m 附近出现明显的不平衡力,而 B 方案相同部位并未出现不平衡力,说明 B 方案坝体下游面坝趾附近出现位置坝体的受力状态得到改善,开裂的可能性减小。

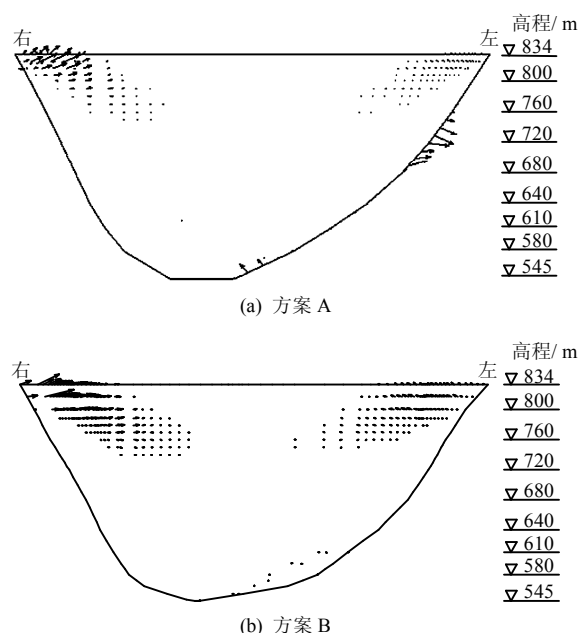


图 12 超载 3.5 倍水载下游坝面不平衡力分布
Fig.12 Unbalanced forces distribution of downstream surface under 3.5 times water pressure

同时,对比两方案同一高程上岩体内的不平衡力分布情况。如图 13 所示,方案 A 中 620 m 高程左岸坝肩沿 Ls3318 附近出现较大的不平衡力,这与模型试验(见图 6)所示左岸坝肩裂缝位置相近,说明该区域岩体在拱端推力作用下处于不稳定状态;而方案 B 中同样位置的不平衡力有所减小,出现模型试验中该处岩体收到压剪破坏的可能性减小,说明该区域岩体局部稳定性得到增强。

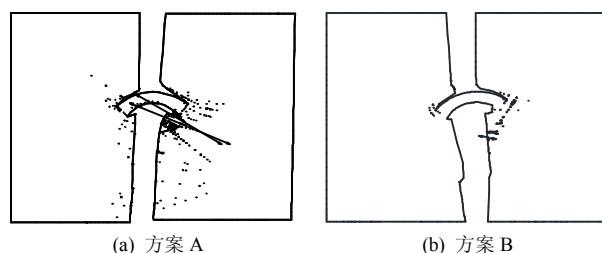


图 13 超载 3.5 倍水载 620 m 高程平切面不平衡力矢量图
Fig.13 Unbalanced force vector diagrams of sliced plane at 610 m elevation under 3.5 times water pressure

坝趾区岩体易放生压剪破坏,统计超载过程中坝趾区抗力体的不平衡力大小能评价坝趾区抗力体在此过程中的稳定性。如表 6 所示,3.5 倍水载时 A 方案左岸坝趾不平衡力为 447 967 t, B 方案为 38 449 t,右岸不平衡力也有所减小。一方面体形优化使左岸基础横河向受力减小,同时垫座、扩大基础提升拱坝结构性能,改善坝趾整体的受力条件;另一方面对局部结构面的置换处理也起到加固的作用,结构面上应力状态得意改善,不平衡力减小,最终导致抗力体稳定性提升。对于自身体质条件较差的左岸基础来说,该区域的稳定性本身就是关系到拱坝地基结构稳定的关键。

表 6 超载过程坝趾区不平衡力(单位: t)
Table 6 Unbalanced forces of dam toe region under overload conditions (unit: t)

水载倍数	A 方案		B 方案	
	左岸	右岸	左岸	右岸
1.0	4 614	0	0	0
1.5	74 181	226	51	19
2.0	148 506	784	261	32
2.5	235 783	1 921	2 218	85
3.0	332 373	3 758	11 766	325
3.5	447 967	6 772	38 449	1 580

5.4 整体稳定分析

塑性余能范数大小与拱坝工程的安全度是负相关的,即在相同外荷载情况下,余能范数越大,则拱坝稳定性越差,安全度越低。表 7 为超载过程中基础及坝体的余能范数值,随荷载增大,各部分余能范数都在增大。B 方案左岸及右岸基础余能范数始终小于 A 方案。如 3.5 倍水载时, A 方案左岸基础余能范数为 9.002 t·m, B 方案为 2.110 t·m,而坝体余能范数 B 方案略大于 A 方案。

将白鹤滩拱坝基础余能范数与锦屏、小湾、溪洛渡、二滩和大岗山拱坝工程类比如图 14 所示,通过工程类比的方法^[17]能对两方案拱坝系统的安全

度进行评价, 由于坝体余能范数相差不大, 未在本文中列出。由图可知, 进过一系列措施 B 方案的基础余能范数在诸多工程中处于比较低的水平, 而 A 方案基础余能范数在 2 倍水载时, 既有一定的数值, 且仅低于小湾拱坝, 可见 B 方案的整体稳定性优于 A 方案。

表 7 超载过程余能范数 (单位: $t \cdot m$)

Table 7 Plastic complementary energies under overload conditions (unit: $t \cdot m$)

水载 倍数	A 方案			B 方案		
	坝体	左岸	右岸	坝体	左岸	右岸
1.0	0.000	0.035	0.001	0.000	0.000	0.000
1.5	0.000	0.490	0.025	0.000	0.080	0.029
2.0	0.000	1.411	0.090	0.000	0.111	0.028
2.5	0.000	2.807	0.213	0.006	0.242	0.032
3.0	0.001	5.069	0.402	0.034	0.731	0.118
3.5	0.318	9.002	0.899	0.819	2.110	0.379

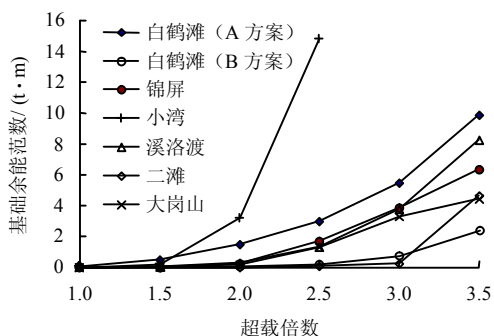


图 14 各工程基础塑性余能范数对比图

Fig.14 Plastic complementary energies of foundations in different engineering cases

6 结 论

(1) 模型试验表明, 拱坝基础不对称影响坝体拱端变形的对称性, 左拱变形大于右拱, 且低高程段不对称更明显, 超载过程不对称性加剧。变形不对称是坝体破坏性裂缝集中在左岸部分的主要因素, 并裂缝最终导致坝体丧失承载能力。

(2) 改进方案进一步增大左岸坝面面积, 通过坝体的不对称设计和基础加固措施联合适应基础的不对称性。有限元计算表明, 正常工况下坝体变形的对称性明显提高, 坝肩应力状态和水推力在岩体内的传递得到改善。

(3) 改进方案坝体开裂部位的不平衡力减小, 左岸软弱结构面附近及坝趾范围统计不平衡力也有所减小。改进后拱坝整体稳定性在诸多高拱坝工程中处于较好水平。

基础不对称性直接影响拱坝坝体及基础的开

裂破坏, 它是威胁高拱坝安全的根源性问题。坝体的不对称设计的优化和基础加固措施联合作用能提高拱坝整体刚度及其承载能力, 拱坝系统安全度得到有效提高。不对称问题的优化与定量设计仍需更深入地研究。

参 考 文 献

- [1] 胡著秀, 张建海, 周钟, 等. 锦屏一级高拱坝坝基加固效果分析[J]. 岩土力学, 2010, 31(9): 2861—2868.
HU Zhu-xiu, ZHANG Jian-hai, ZHOU Zhong, et al. Analysis of stress and deformation of Jinping I high arch dam after foundation reinforcement[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(9): 2861—2868.
- [2] 余天堂, 任青文. 锦屏高拱坝整体安全度评估[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(4): 787—794.
YU Tian-tang, REN Qing-wen. Evaluation of global safety degree of Jinping high arch dam[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 26(4): 787—794.
- [3] 罗琳, 荣冠, 段伟锋, 等. 白鹤滩水电站左岸边坡深部破裂成因探讨[J]. 工程地质学报, 2013, 21(4): 649—656.
LUO Lin, RONG Guan, DUAN Wei-feng, et al. Mechanism of deep fractures formation in left bank of Baihetan hydropower station[J]. **Journal of Engineering Geology**, 2013, 21(4): 649—656.
- [4] 周维垣, 王仁坤, 林鹏. 拱坝基础不对称性影响研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(6): 1081—1085.
ZHOU Wei-yuan, WANG Ren-kun, LIN Peng. Study on influences of asymmetry on arch dam foundation[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2006, 25(6): 1081—1085.
- [5] LONDE P. The Malpasset dam failure[J]. **Engineering Geology**, 1987, 24(1): 295—329.
- [6] BARLA G, ANTOLINI F, BARLA M, et al. Monitoring of the Beauregard landslide (Aosta Valley, Italy) using advanced and conventional techniques[J]. **Engineering Geology**, 2010, 116(3): 218—235.
- [7] 徐建军, 徐建荣, 何明杰. 白鹤滩非对称性拱坝坝体形研究[J]. 水力发电, 2011, 37(3): 32—34.
XU Jian-jun, XU Jian-rong, HE Ming-jie. Study on the shape of Baihetan nonsymmetrical arch dam[J]. **Water Power**, 2011, 37(3): 32—34.
- [8] 杨庚鑫, 陈建叶, 张林, 等. 混凝土传力抗剪结构在拱坝坝肩加固处理中的效果分析[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2013, 45(3): 34—39.
YANG Geng-xin, CHEN Jian-ye, ZHANG Lin, et al. Analysis on effect of concrete transmission and shear

- resistance structure in arch dam abutment reinforcement[J]. **Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition)**, 2013, 45(3): 34—39.
- [9] 宁宇, 徐卫亚, 郑文棠, 等. 白鹤滩水电站拱坝及坝肩加固效果分析及整体安全度评价[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(9): 1890—1898.
- NING Yu, XU Wei-ya, ZHENG Wen-tang, et al. Reinforcement effect analysis and global safety evaluation of arch dam and abutment of Baihetan hydropower station[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2008, 27(9): 1890—1898.
- [10] 李海涛. 招徕河水电站混凝土双曲拱坝的优化设计[J]. 湖北水力发电, 2001, 43(3): 4—6.
- LI Hai-tao. Optimizing design of concrete double-curved arch dam of Zhaolaihe hydropower station[J]. **Hubei Water Power**, 2001, 43(3): 4—6.
- [11] 高健, 吴昉, 李涛. 地形不对称对白鹤滩拱坝的影响[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 2010, 33(6): 863—867.
- GAO Jian, WU Fang, LI Tao. Influence of topographical asymmetry on Baihetan arch dam[J]. **Journal of Hefei University of Technology (Natural Science)**, 2010, 33(6): 863—867.
- [12] 彭云枫, 何蕴龙, 曹学兴. 拱坝坝基加固的三维数值模拟[J]. 岩土力学, 2008, 29(增刊 1): 95—100.
- PENG Yun-feng, HE Yun-long, CAO Xue-xing. Three-dimensional numerical simulation of treatment of arch dam foundation[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(Supp.1): 95—100.
- [13] FEI W P, ZHANG L, ZHANG R. Experimental study on a geomechanical model of a high arch dam[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2010, 47(2): 299—306.
- [14] ZHANG L, LIU Y R, YANG Q. Evaluation of reinforcement and analysis of stability of a high-arch dam based on geomechanical model testing[J]. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, 2015, 48(2): 803—818.
- [15] 杨强, 薛利军, 王仁坤, 等. 岩体变形加固理论及非平衡态弹塑性力学[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(20): 106—114.
- YANG Qiang, XUE Li-jun, WANG Ren-kun, et al. Reinforcement theory considering deformation mechanism of rock mass and non-equilibrium elastoplastic mechanics[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(20): 3704—3712.
- [16] YANG Q, LIU Y R, CHEN Y R, et al. Deformation reinforcement theory and its application to high arch dams[J]. **Science in China Series E: Technological Sciences**, 2008, 51(2): 32—47.
- [17] FENG J, WEI H, PAN J, et al. Comparative study procedure for the safety evaluation of high arch dams[J]. **Computers and Geotechnics**, 2011, 38(3): 306—317.
- [18] 朱大勇, 丁秀丽, 钱七虎. 一般形状边坡三维极限平衡解答[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(10): 1460—1464.
- ZHU Da-yong, DING Xiu-li, QIAN Qi-hu. Three-dimensional limit equilibrium solution to generalized-shaped slope stability[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2007, 29(10): 1460—1464.
- [17] 朱大勇, 钱七虎. 三维边坡严格与准严格极限平衡解答及工程应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(8): 1513—1528.
- ZHU Da-yong, QIAN Qi-hu. Rigous and quasi-rigous limit equilibrium solutions of 3D slope stability and application to engineering[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 26(8): 1513—1528.
- [18] 卢坤林, 朱大勇, 甘文宁, 等. 一种边坡稳定性分析的三维极限平衡法及应用[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(12): 2276—2282.
- LU Kun-lin, ZHU Da-yong, GAN Wen-ning, et al. 3D limit equilibrium method for slope stability analysis and its application[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2013, 35(12): 2276—2282.
- [19] 郑宏. 严格三维极限平衡法[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(8): 1529—1537.
- ZHENG Hong. A rigorous three-dimensional limit equilibrium method[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 26(8): 1529—1537.
- [20] ZHENG H. A three-dimensional rigorous method for stability analysis of landslides[J]. **Engineering Geology**, 2012, 145(9): 30—40.
- [21] 中华人民共和国水利部. SL386—2007 水利水电工程边坡设计规范[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2007.
- The Ministry of Water Resources of the People's Republic of China. SL/386-2007 Design code for slopes in hydraulic engineering[S]. Beijing: China Water & Power Press, 2007.
- [22] 中华人民共和国水利部. SL319—2005 混凝土重力坝设计规范[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2005.
- The Ministry of Water Resources of the People's Republic of China. SL319-2005 Design specification for concrete gravity dams[S]. Beijing: China Water & Power Press, 2005.

上接第 506 页